

Análisis comparativo de empujes en condición sísmica usando modelos inelásticos, elástico y analíticos

Andersson Sneider Sánchez Ávila



Universidad Católica de Colombia

Facultad de ingeniería

Ingeniería civil

2020

Análisis comparativo de empujes en condición sísmica usando modelos inelásticos, elástico y analíticos

Andersson Sneider Sánchez Ávila

Trabajo de investigación para optar por el título de ingeniero civil

Director del trabajo de grado

Ing. Brayan Gerardo Arévalo Mendoza

Magister en Geotecnia



Universidad Católica de Colombia

Facultad de ingeniería

Ingeniería civil

Bogotá

2020



La presente obra está bajo una licencia:
Atribución 2.5 Colombia (CC BY 2.5)
Para leer el texto completo de la licencia, visita:
<http://creativecommons.org/licenses/by/2.5/co/>

Usted es libre de:

- Compartir - copiar, distribuir, ejecutar y comunicar públicamente la obra
- hacer obras derivadas
- hacer un uso comercial de esta obra



Bajo las condiciones siguientes:



Atribución — Debe reconocer los créditos de la obra de la manera especificada por el autor o el licenciante (pero no de una manera que sugiera que tiene su apoyo o que apoyan el uso que hace de su obra).

CONTENIDO

1. GLOSARIO	1
2. INTRODUCCIÓN	2
3. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN	4
4. OBJETIVOS Y ALCANCE	5
5. MARCO TEÓRICO	6
5.1. Empuje	6
5.2. Análisis Pseudo-estático	6
5.3. Análisis Dinámico	7
5.3.1. Método de Mononobe – Okabe (1929)	7
5.4. Soil Structure Interaction (SSI)	9
5.4.1. Definición	9
5.5. Modelación Matemática	9
5.5.1. Definición	9
5.5.2. Objetivos del análisis matemático	10
5.5.3. Herramientas disponibles	10
5.5.4. Metodologías para el análisis de estabilidad	11
5.5.4.1. Límite de Equilibrio	11
5.5.4.2. Esfuerzo-deformación continuos	11
5.6. Strength Reduction Factor (SRF)	12
5.6.1. Definición	12
5.7. Sísmica	12
5.7.1. Definición	12
6. METODOLOGÍA	13
6.1. MONTAJE Y MATERIALES DE LOS MODELOS	13
6.2. PREPARACION DEL MODELO DE PRUEBA	14
6.3. ESQUEMA DE INSTRUMENTACION	15
6.4. MOVIMIENTOS DE ENTRADA DE TERREMOTOS	16
6.5. MODELO NUMÉRICO	19
6.5.1. Enmallado	19
6.6. Geometría y condiciones de contorno	20

6.7.	Calibración del material con fragilidad	22
7.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	23
7.1.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	23
7.1.1.	Aceleración durante el terremoto	23
7.1.2.	Diferencia de fase	23
7.1.3.	Amplificación en el relleno	27
7.1.4.	Comparación de la presión de tierra	31
8.	CONCLUSIÓN	34
	BIBLIOGRAFÍA	35

LISTADO DE ECUACIONES

Ecuación 5.1. Fuerzas iniciales	14
Ecuación 5.2. Empuje activo dinámico.	15
Ecuación 5.3. Aceleraciones sísmicas.	16
Ecuación 5.4. Empuje estático.	16
Ecuación 6.1. Frecuencia de salida.	14
Ecuación 6.2. Variable G.	10

LISTADO DE ILUSTRACIONES

Figura 5.1. Fuerzas actuando sobre la cuña activa en el análisis M-O y polígono de fuerzas indicando equilibrio de fuerzas actuando a cuña activa	7
Figura 6.1: Degradación de rigidez y amortiguamiento respecto al tipo de suelo	15
Figura 6.2: Procedimiento para la obtención del amortiguamiento de rayleigh mediante análisis modal	15
Figura 6.3: Configuración del modelo A (Altura muro:5,4 m)	16
Figura 6.4: Salida grafica de esquema de instrumentación en Abaqus 6.13	16
Figura 6.5: Movimientos Sísmico de Ofunato (1978) en Abaqus 6.13	17
Figura 6.6: Movimientos Sísmico de Hachinohe (1968) en Abaqus 6.13	18
Figura 6.7: Salida grafica de enmallado en Abaqus 6.13	19
Figura 6.8: Geometría etapas suelo y muro	20
Figura 6.9: Salida etapas suelo y muro Abaqus 6.13	21
Figura 6.10: Restricciones movimientos, análisis bidimensional Abaqus 6.13	21
Figura 6.11: Modelo Numérico ensayo de tracción - Abaqus 6.13	22
Figura 6.12: Modelo Numérico ensayo de tracción - Abaqus 6.13	22
Figura 7.1: Diferencia de fase con profundidad 2.35m y 8.35m Señal Lineal Elástico - Abaqus 6.13	24
Figura 7.2: Diferencia de fase con 2.35m y 8.35m Señal No Lineal - Abaqus 6.13	25
Figura 7.3: Diferencia de fase con profundidad 2.35m y 8.35m Señal Hipoplástico - Abaqus 6.13	26
Figura 7.4: Modelo salida análisis de aceleración - Abaqus 6.13	27
Figura 7.5: Relación de amplificación desde la base de la pared hasta la superficie PGA (Para modelo Lineal Elastico)	27
Figura 7.6: Relación de amplificación desde la base de la pared hasta la superficie PGA (No Lineal)	28
Figura 7.7: Relación de amplificación desde la base de la pared hasta la superficie PGA (Hipoplástico)	28
Figura 7.8: Error porcentual (Lineal Elástico)	29

Figura 7.9: Error porcentual (No Lineal)	30
Figura 7.10: Error porcentual (Hipoplástico)	30
Figura 7.11: Comparación presión de tierra en profundidades 2.05m y 5.3m (OFUNATU) - Abaqus 6.13	31
Figura 7.12: Comparación presión de tierra en profundidades 2.05m y 5.3m (HACHINOHE) - Abaqus 6.13	32
Figura 7.4: Modelo salida análisis de presión de tierra - Abaqus 6.13	33

LISTADO DE TABLAS

Tabla 6.1: Propiedades básicas del suelo de la arena de sílice	14
Tabla 6.2: Velocidad de la onda de corte y período del sitio del modelo de suelo (Modelo A)	14
Tabla 6.3: PGA en lecho de roca, campo libre y parte superior de la pared (Unit: g)	18
Tabla 7.1: Relación de amplificación desde la base de la pared hasta la superficie PGA - error porcentual	29

1. GLOSARIO

SISMO: Serie de vibraciones de la superficie terrestre generadas por un movimiento brusco y repentino de las capas internas (corteza y manto).

SENAL DE ONDA: Son perturbaciones que se propagan a través del espacio y a lo largo del tiempo y son representables por una función matemática continua en la que es variable su amplitud y periodo en función del tiempo

ERROR PORCENTUAL: El error porcentual es la manifestación de un error relativo en términos porcentuales. En otras palabras, es un error numérico expresado por el valor que arroja un error relativo, posteriormente multiplicado por 100.

ACELEROMETRO: Un acelerómetro es un dispositivo que mide la vibración o la aceleración del movimiento de una estructura. La fuerza generada por la vibración o el cambio en el movimiento (aceleración) hace que la masa "comprima" el material piezoeléctrico, generando una carga eléctrica que es proporcional a la fuerza ejercida sobre él.

FRECUENCIA: Número de veces que aparece, sucede o se realiza una cosa durante un período o un espacio determinados.

RELLENO: es el trabajo que se realiza en la construcción, tanto de una obra ingeniera como de arquitectura, con el fin de elevar la cota del perfil natural del terreno, o restituir dicho nivel después de haberse realizado una excavación.

2. INTRODUCCIÓN

La respuesta dinámica de las estructuras de contención es un gran problema de interacción suelos-estructura. Allí, se involucran movimientos de la estructura de contención y empuje de tierras debido a la fuerza sísmica, la respuesta inercial y los desplazamientos del muro en sí Jo (2014), además de la naturaleza de la aceleración sísmica de estrada.

Anderson et al. 2009, muestra las técnicas actuales para la ingeniería práctica, basado en los desarrollos Japoneses, posterior al sismo de Kanto de 1923, presentado por Okabe 1926, y Mononobe y Matsuo 1929. Este método hace uso de la teoría de presiones de tierra de Coulomb. Estudios posteriores, adoptaron el mismo enfoque, basados en soluciones analíticas, concluyendo que el método es razonablemente adecuado para suelos sin cohesión y superficies horizontales Jo (2014).

No obstante, en los últimos años Jo (2014) ha cuestionado la aplicabilidad general del método, llegando a que los empujes estimados pueden ser poco conservadoras, o demasiado conservador.

Lo más importante, con una mayor conciencia de los riesgos sísmicos y una mejor comprensión de la magnitud del terreno potencial mociones, diseñadores de estructuras de contención en regiones en estrecha proximidad a las fuentes sísmicas han encontrado cada vez más que la aplicación ción del método MO, modificado más tarde por Seed y Whitman 1970, conduce a fuerzas sísmicas muy grandes que hacen que el resultado estructuras prohibitivamente caras. Sin embargo, aunque los datos al voladizo// Ver las estructuras de contención que soportan terraplenes por encima del nivel se ha informado en grandes terremotos recientes Tatsuoka et al. 1996, no hay indicios de que un voladizo convencionalmente bien diseñado estructuras de contención con experiencia nivelada de relleno no licuable fallas significativas debido a la carga sísmica, por ejemplo, Lew et al. 1995; Gazetas et al. 2004; Lew 2009. De hecho, algunas historias de casos muestran que las estructuras de contención diseñadas sólo para La carga estática funcionan razonablemente bien bajo carga sísmica con aceleración máxima del suelo hasta 0,5 g Clough y Frigaszy 1977; Gazetas et al. 2004.

En consecuencia, se basa en el estudio realizado por Jo (2014), comparando modelos más complejos como el Hipoplástico, y el modelo de daño del material de concreto, para conocer si este tipo de modelos son capaces de reproducir más acertadamente los empujes sobre el muro. Debido a su gran uso, y por lo tanto

importancia, es necesario tener diseños confiables. Sin embargo, en bajo condiciones sísmicas los métodos usados en diseño son simplificados (M. Mar and S. lai, 2001)- (I. Chowdhury and S. P. Dasgupta., January 2003) y muchas veces mal usados. Aunque se han hecho avances para entender el más a fondo el comportamiento sísmico (A. Scotto di Santolo and A. Evangelista., 2011) se deja de un lado la interacción con la estructura. Allí autores como (Analysis, February, 2016.)- (A.-F. Achimp, A. Krivokapic, and R. Carsten Lyse., 2015) han abordado estos análisis llegando a la conclusión que la flexibilidad del muro afecta las condiciones de empuje.

La mayoría de análisis dinámicos, instrumentación han sido centrados en muros pantalla (C. J. W. Habets, I. J. G. de Gijt, A. v Metrikine, and I. D. J. Peters, 2015)- (G. Gazetas, E. Garini, and A. Zafeirakos , October 2019), obteniendo resultados que involucran desde la rigidez hasta el tipo de señal transmitida. Por otra parte, en muros L se han hecho ensayos experimentales en laboratorio (Kloukinas, 2014) en tres tipos de configuración.

Aun así, los modelos comportamiento del material siguen siendo simplificados, dejando de un lado los efectos que pueden reproducir los modelos constitutivos avanzados en el relleno que permitan capturar mayor información como los efectos de picnotropía y tixotropía.

3. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

En referentes investigativos previamente desarrollados, se han tenido en cuenta diferentes variables para el análisis comparativo de empujes en condición sísmica usando modelos inelásticos, elásticos y analíticos entre los que contemplan parámetros estructurales, factores ambientales, propiedades de los materiales y otros aspectos que han sido indispensables en el desarrollo de esta área.

En primera instancia, en el 2015, se presenta por parte de dos investigadores de diferentes universidades, en el trabajo de investigación. (Snehal R. Pathak, Sachin S. Munnoli, 2015)

En esta investigación evaluaron de la presión dinámica de la tierra en el muro de contención ya que es un tema de importancia primordial.

La presión dinámica activa de la tierra y el desplazamiento del muro de contención flexible en voladizo se han evaluado analíticamente utilizando el modelo 2-DOF masa-resorte-salpicadero incorporando propiedades de pared y relleno.

El efecto de la flexibilidad de la pared sobre la presión dinámica activa de la tierra y el desplazamiento de la pared se estudia y presenta en forma gráfica. Los resultados obtenidos se comparan luego con los diversos métodos convencionales, análisis experimental y también con análisis PLAXIS.

Se observa que la presión dinámica activa de la tierra disminuye con el aumento de la flexibilidad de la pared, mientras que el desplazamiento de la pared aumenta linealmente con la flexibilidad de la pared. Los resultados obtenidos por el modelo analítico 2-DOF propuesto son más realistas y económicos. (Snehal R. Pathak, Sachin S. Munnoli, 2015)

Al final de documento resaltan el efecto de la flexibilidad de la pared en el empuje dinámico de la tierra como así el desplazamiento del muro puede estudiarse por propuesta de un modelo. Las magnitudes de los desplazamientos de la pared y la tierra empuje inducido por la sacudida horizontal del suelo son bastantes sensibles a la flexibilidad de la pared de la tierra total.

4. OBJETIVOS Y ALCANCE

Estimar los empujes generados en condición sísmica sobre un muro en cantiléver con modelos constitutivos elástico y e inelásticos para el relleno.

- Estimar numéricamente el empuje en condición sísmica mediante modelo elástico, hipoplástico (para el relleno) y no lineal elástico.
- Evaluar el error porcentual con respecto a los resultados experimentales de referencia.

5. MARCO TEÓRICO

5.1. Empuje

En proyectos de ingeniería civil es muy común tener que contener los empujes del suelo. Es necesario estimar estos empujes para poder diseñar las estructuras de contención.

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales producidas por el material retenido. El procedimiento a seguir en el proyecto de muros de contención consiste en: a) selección tentativa de las dimensiones del muro, y b) Análisis de la estabilidad del mismo frente a las fuerzas que lo solicitan. En el caso de que el análisis indique que la estructura no es satisfactoria, se alteran sus dimensiones y se efectúan nuevos tanteos hasta lograr que la estructura sea capaz de resistir los esfuerzos a que se encuentra sometida. Para llevar a cabo el análisis es necesario determinar las magnitudes de las fuerzas que actúan por encima de la base de la cimentación, tales como empuje de tierra, sobrecargas, peso propio del muro y peso de la tierra, y luego se investiga su estabilidad con respecto a (Sanchez, 2014):

- Volteo
 - Deslizamiento
 - Presiones sobre el terreno
 - Resistencia como estructura
- (Sanchez, 2014)

5.2. Analisis Pseudo-estático

Comenzando en los años 1920s, la estabilidad sísmica de estructuras de tierra ha sido analizada usando una forma Pseudoestática en la cual los efectos de un terremoto son representados por aceleraciones constantes horizontales y/o verticales. En su forma más común, los análisis pseudoestáticos representan los efectos de las vibraciones de un terremoto mediante aceleraciones pseudoestáticas que producen fuerzas inerciales F_h y F_v , y las cuales actúan a través del centroide de la masa de falla. Las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas son (Kramer, S. L., 1966):

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad \text{y} \quad F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$$

Ecuación 5.1: Fuerzas iniciales

En donde a_h y a_v son las aceleraciones horizontales y verticales, k_h y k_v son coeficientes seudoestáticos horizontales y verticales adimensionales (coeficientes sísmicos), y W es el peso de la masa de falla. Las magnitudes de las aceleraciones seudoestáticas deberían estar vinculadas con la severidad o intensidad del movimiento de tierra.

5.3. Análisis Dinámico

La respuesta dinámica es compleja en las estructuras de contención, pues los esfuerzos y desplazamientos dependen del estrato de cimentación, de las fuerzas inerciales, la rigidez de la estructura, del comportamiento del suelo retenido y de las características del sismo, etc. Stader (1996) sugiere que las soluciones para el comportamiento dinámico de las estructuras de contención pueden ser clasificadas en tres principales categorías: método rígido-plástico o pseudo estático, elástico y elastoplástico, en donde estos métodos adoptan hipótesis simplificadoras para la construcción de modelos matemáticos, pudiendo el comportamiento real ser ligeramente diferente.

5.3.1. Método de Mononobe – Okabe (1929)

El método pseudo estático está basado en el equilibrio de fuerzas estáticas y dinámicas, en la determinación de las fuerzas que actúan sobre el muro y sus puntos de aplicación con fines de determinar factores de seguridad al desplazamiento, vuelco y giro en la base, es decir contra la falla del muro. El método de Mononobe – Okabe (M-O) es una prolongación de la teoría estática de Coulomb para condiciones pseudo estáticas., en el cual las aceleraciones pseudo estáticas son aplicadas a la cuña activa (o pasiva) de Coulomb. El empuje de suelo pseudo estático es obtenido del equilibrio de fuerzas sobre la cuña de falla, ver figura 1.

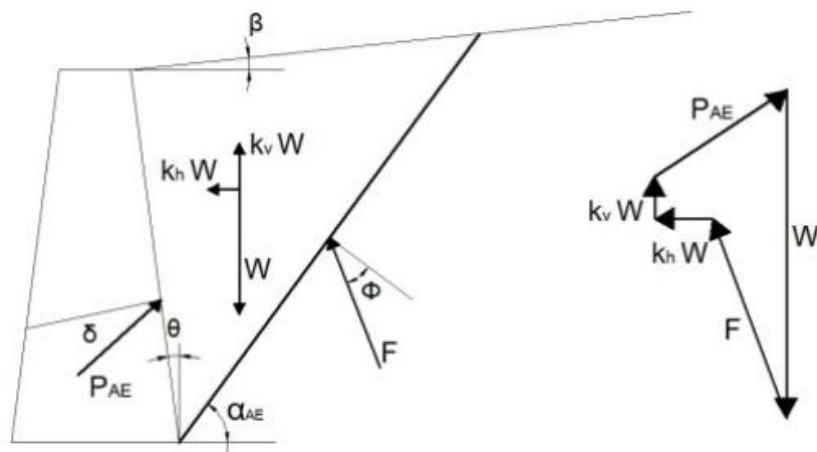


Figura 5.1: Fuerzas actuando sobre la cuña activa en el Análisis M-O, y polígono de fuerzas indicando el

Equilibrio de fuerzas actuando en la cuña activa (Kramer, 1996)

La teoría de M-O adopta hipótesis simplificadoras, que considera relleno en material granular no saturado, fundación indeformable, admite que la cuña de suelo es un cuerpo rígido y que los desplazamientos laterales son despreciables. Estas hipótesis establecidas por Okabe (1926) y luego Mononobe (1929) establecen una teoría sobre el comportamiento de una cuña de suelo que se desliza sobre el plano de falla actuando sobre un muro de contención (Coulomb C.A., 1776). Esta teoría consiste en definir unas fuerzas inerciales generadas por la cuña de suelo deslizante con una serie de hipótesis y los coeficientes sísmicos horizontales y verticales que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las dadas por la teoría estática de Coulomb (Terzariol, R. E., Aiassa G. M. y Arrúa P. A., (2004),).

Las fuerzas actuantes sobre la cuña activa de suelo granular seco, se ilustran en la Ilustración 1, adicionalmente a las fuerzas estáticas que actúan en la cuña de falla existen unas fuerzas pseudo estáticas horizontal y vertical cuyas magnitudes están relacionadas con la masa de cuña por la aceleración pseudo estática $a_h = k_h g$, y $a_v = k_v g$, donde k_h y k_v son los llamados aceleraciones sísmicas horizontales y verticales utilizadas en el empuje activo dinámico;

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 (1 - K_v)$$

Ecuación 5.2: Empuje activo dinámico.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]}$$

Ecuación 5.3: Aceleraciones sísmicas.

El empuje estático total puede ser expresado como la suma del empuje estático (PA) y el empuje pseudo estático (DPAE), es decir:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

Ecuación 5.4: Empuje estático

La componente estática del empuje actúa a una distancia $H/3$ de la base del muro, mientras que la resultante de la componente pseudo-estática según Seed y Whitman (1970) y el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (1995) recomiendan que la resultante del empuje pseudo-estático actúa a una distancia $0.6H$ desde la base, como también que las aceleraciones verticales (a_v) pueden ser ignoradas cuando se utilice el método de M-O.

5.4. Soil Structure Interaction (SSI)

5.4.1. Definición

La interacción suelo-estructura que si sigla en inglés (SSI), es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando estas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La influencia de la estructura puede ser en condiciones estáticas, lo cual es tratado por la interacción estática suelo-estructura, o puede ser en condiciones dinámicas, lo cual cae en el campo de la interacción dinámica suelo-estructura. Uno de los objetivos en la determinación de las propiedades de esfuerzo-deformación de los suelos es el uso de estas propiedades mecánicas, para estimar desplazamientos verticales y horizontales en la masa del suelo cuando este se somete a un incremento de esfuerzo. En la inter fase de la estructura de cimentación y el suelo se originan desplazamientos debido a las cargas que transmite la cimentación dando lugar a desplazamientos totales y diferenciales. Los desplazamientos diferenciales de la estructura deberán ser iguales a los originados en la superficie de apoyo de la cimentación. Así pues, la estructura de la cimentación junto con las cargas que obran sobre ella y las reacciones que se provocan en el suelo se sujetará a una determinada configuración, igual a la que el suelo adoptará debido a las reacciones que éste aporta a la estructura de cimentación para su equilibrio. La configuración de esfuerzos y deformaciones en la superficie de contacto dependerá de la rigidez de la estructura de la cimentación, de la deformabilidad del sub suelo y de la distribución de cargas que se apliquen sobre la estructura de la cimentación (Adryan Suarez, Enrique Verdu, Agosto 2017)

5.5. Modelación Matemática

5.5.1. Definición

Las modelaciones matemáticas son indispensables en la obtención de datos, con la finalidad de evaluar y analizar las condiciones de estabilidad que se presenten en el cuerpo de estudio, más exactamente en este caso, la modelación matemática de los taludes, dando como resultado los factores de seguridad de

estos taludes conformados artificialmente y su funcionalidad en el diseño, (Low, 2003).

5.5.2. Objetivos del análisis matemático

- Precisar las condiciones de estabilidad que posee un talud de conformación artificial, determinando si este es estable, o no, y de igual manera proporcionando un margen o factor de seguridad.
- Analizar las múltiples zonas o líneas de falla probables a las que estos taludes pueden quedar expuestos, determinando la potencialidad y la forma en que ocurren cada una de ellas.
- Con base en lo analizado, diseñar taludes óptimos, teniendo en cuenta los criterios de seguridad, confiabilidad y economía.

5.5.3. Herramientas disponibles

Para estos análisis, se cuenta con bastantes herramientas para determinar la estabilidad de taludes, como los son:

- Tablas o Ábacos: Son formatos que se han elaborado para determinar de forma rápida los factores de seguridad para una cantidad de factores.
- Análisis de gráficos: Estos son sistemas que se han desarrollado con el tiempo, para determinar las condiciones de estabilidad en taludes, aunque actualmente no son muy utilizados.
- Hojas de cálculo: En este caso, son autores independientes que desarrollan hojas de cálculo para analizar taludes sencillos.
- Uso de Software: Hasta este punto, la mayor parte de los análisis se realizaban de forma gráfica, utilizando calculadoras y leyendo tablas y ábacos, todo ello para determinar la respuesta del talud a las condiciones a las que se le sometía. Con la llegada del computador, se han desarrollado softwares para el diseño y análisis de taludes, los cuales, con al avance de la tecnología, han venido desarrollando análisis cada vez más complejos y con una mayor precisión. Con lo que hace esto indispensable para el análisis de un talud, donde se recomienda en lo posible, utilizarlo siempre.

(Gálvez, 2016)

5.5.4. Metodologías para el análisis de estabilidad

Existen distintas metodologías de análisis relacionados con los métodos numéricos, que presentan más al detalle las diversas condiciones a las que se somete en un análisis, al objeto de estudio.

En muchas ocasiones, los factores que generan deslizamientos pueden llegar a ser muy complejos al modelarlos, pero, para este tipo de situaciones se tienen herramientas que facilitan estos procesos, por ejemplo, modelos dinámicos y elementos discretos, (Das, 2015).

5.5.4.1. Límite de Equilibrio

Este análisis nos permite obtener valores de resistencia al cortante de los suelos, presiones de poros, otras propiedades de los suelos y el talud a evaluar, con el fin de determinar un factor de seguridad. En este análisis se tienen en cuenta parámetros tales como la topografía que conforma el objeto de estudio, la estratigrafía, el ángulo de fricción del suelo, la cohesión del suelo, pesos unitarios, niveles freáticos y las diferentes cargas que se generen, en este caso externas.

Entre sus ventajas está el análisis en dos y tres dimensiones, teniendo en cuenta bastantes materiales, refuerzos para el talud y condiciones respecto a los niveles de la lámina de agua, además de contar con una gran diversidad de softwares que integran estos análisis. Por otra parte, una de sus desventajas es que el resultado difiere dependiendo el método que se utilice, (Suárez, 2009).

5.5.4.2. Esfuerzo-deformación continuos

Este permite la simulación de procesos de deformación, para de esta manera determinar las deformaciones que afectan al talud en estudio, con ello también los procesos de falla que a este le surgen. Este proceso aplica entre sus parámetros la granulometría que conforma el talud, las propiedades de los materiales, propiedades elásticas, elastoplásticas y creep del suelo, además de los niveles freáticos y su resistencia.

Las principales ventajas de esta metodología son, el análisis en dos y tres dimensiones, realizar análisis dinámico y análisis de creep. Por otra parte, es

arduo y de característica no lineal, donde comúnmente no se tiene el real conocimiento de los valores utilizar en dicha modelación, (Suárez, 2009).

5.6. Strength Reduction Factor (SRF)

5.6.1. Definición

El factor de reducción de esfuerzos, conocido por su sigla en inglés (SRF), son factores de reducción utilizados en la evaluación de diversos factores en diferentes áreas de aplicación, una de las finalidades de este es reducir las fuerzas de diseño frente a sismos. Esta metodología emplea los factores R, el cual tiene la función de incorporarse a un sismo, basado en el rendimiento de la estructura frente a este fenómeno, (Miranda, 1997).

5.7. Sísmica

5.7.1. Definición

Conocido como un fenómeno, que produce sacudidas bruscas y pasajeras, mediante la liberación de energía acumulada en forma de ondas sísmicas por medio de la corteza terrestre. Estas en su mayoría son producidas por fallas geológicas, pero estas también pueden ser producidas por otros factores como la fricción entre placas tectónicas, procesos volcánicos o impactos de asteroides o cometas, (Reyes, 1998).

6. METODOLOGÍA

Este capítulo presenta las condiciones geométricas y enmallado del modelo, parámetros geomecánicos usados (con base a recopilación bibliográfica) y selección de sismos. Es importante aclarar que el modelo es 2D considerando un criterio de falla de Morh Coulomb, siendo el más usado en la práctica de ingeniería geotécnica.

6.1. MONTAJE Y MATERIALES DE LOS MODELOS

Un modelo del sistema de suelo-muro de contención en forma de T invertida ha desarrollado utilizando el software ABAQUS 6.13. Para validar el modelo y comparar los resultados, se eligió la geometría del modelo y las propiedades del material fueran similares a las utilizadas por (Jo et al. 2014)

Todas las dimensiones son tomadas del artículo (Jo et al. 2014) y a continuación se describe el modelo. La escala del prototipo, las alturas de los muros de contención eran de 5,4 m (modelo A) y 10,8 m (modelo B); los correspondientes espesores de las paredes fueron de 0,22 y 0,35 m, respectivamente. Los modelos están diseñados intencionalmente para ser muy flexibles para comparar sus comportamientos con los de una pared en voladizo común. Para determinar el espesor mínimo, el método de equilibrio sugerido por Ortiz (1982) se utilizó. Coeficiente de diseño sísmico (k_h) se seleccionó como 0,224 g de acuerdo con la disposición estándar coreana, y el momento dinámico de la pared se calculó en función de sobre el coeficiente de diseño y la geometría del modelo utilizando los métodos M – O y S – W. Tomando la resistencia elástica del aluminio, se calculó el espesor mínimo del vástago para resistir este momento dinámico y reflejar la flexibilidad. El muro de contención en voladizo se asumió como una viga en voladizo fija de base en este cálculo. El factor de seguridad para el deslizamiento fue de 1,4 y 2,9 para estático y 0,7 y 1,5 para dinámico, respectivamente. El factor de seguridad para el vuelco se evaluó determinando la excentricidad dentro de $B / 6$ con respecto a la línea central de la base de la pared y dos modelos fueron seguros para el vuelco. (Jo et al. 2014)

Los períodos naturales de los muros se estimaron asumiendo un muro en voladizo como un Grado Único de Libertad (SDOF) fijo con masa y elasticidad distribuidas. A escala de prototipo, los períodos naturales estimados de los muros fueron 0,23 y 0,55 s, respectivamente (Chopra 2007).

Se presenta la limitante asociada al aprendizaje y manejo del programa ABAQUS lo cual se toma la decisión de analizar solo el muro de modelo A (con una altura de 5.4 m)

6.2. PREPARACION DEL MODELO DE PRUEBA

La arena utilizada en este experimento fue arena de sílice seca, que se produce mediante un proceso de trituración de martillos. Las propiedades físicas del suelo se muestran en la (Tabla 6.1). El modelo de suelo se preparó mediante pluviación. La densidad relativa fue de alrededor del 60% ($\gamma = 1,45$ toneladas / m^3). Las densidades del suelo fueron. (Jo et al. 2014)

Tabla 6.1: Propiedades básicas del suelo de la arena de sílice

Properties	Silica sand
Unified soil classification (USCS)	SP
Median particle size (D_{50}), mm	0.22
Curvature coefficient (C_C)	1.11
Uniformity coefficient (C_U)	1.96
Specific gravity (G_s)	2.65
Plasticity index (PI)	NP
Maximum void ratio (e_{max})	1.130
Minimum void ratio (e_{min})	0.611

Fuente: Tomado del documento (Jo et al. 2014)

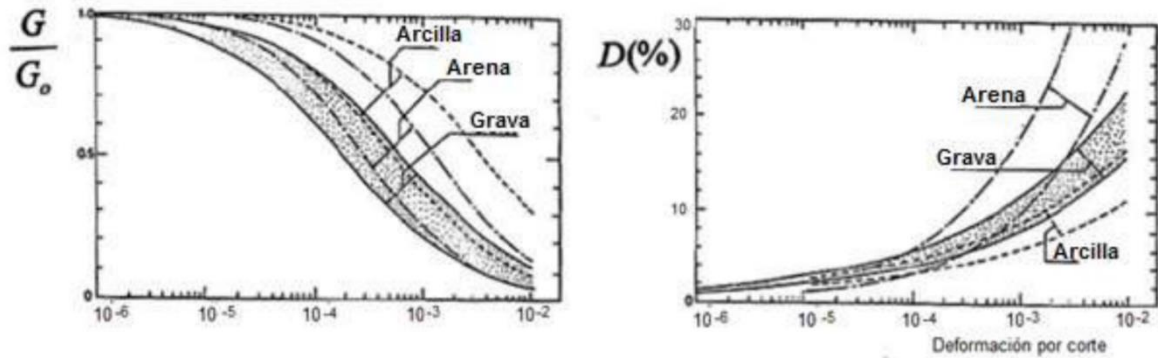
Tabla 6.2: Velocidad de la onda de corte y período del sitio del modelo de suelo (Modelo A)

Model A (Wall height : 5.4 m)			
Depth (m) /layer thickness (m) ^a	Measured V_S (m/s)	Mean V_S^b (m/s)	Site period ^c T_G (s)
11.95 / 9.5	165	168	0.45
18.25 / 9.5	172		

Fuente: Tomado del documento (Jo et al. 2014)

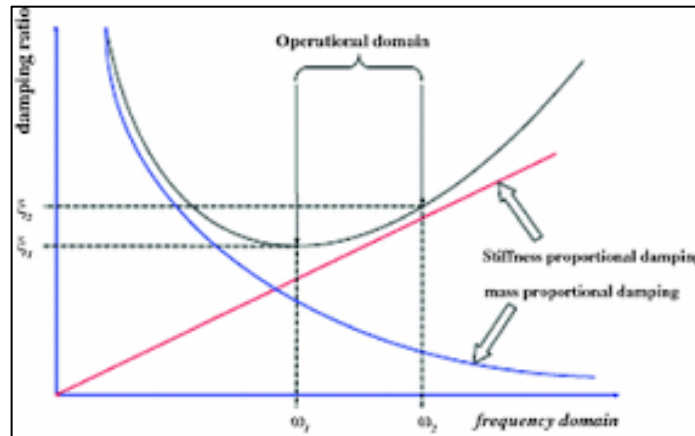
Los parámetros del modelo lineal se toman con un análisis de frecuencia resultando el amortiguamiento Alpha y Beta utilizados en el modelo. Por otra parte, se tomaron las curvas de referencia de degradación del módulo y amortiguamiento.

Figura 6.1: Degradación de rigidez y amortiguamiento
Respecto al tipo de suelo



Fuente: Tomado del documento (Seed, Wong, Idriss, & Tokitatsu 1986)

Figura 6.2: Procedimiento para la obtención del amortiguamiento
De rayleigh mediante análisis modal



Fuente: Tomado del documento (Ahmad Idzwan Yusuf 2015)

6.3. ESQUEMA DE INSTRUMENTACION

Se usaron acelerómetros para registrar la aceleración en varios lugares, La configuración del modelo y la instrumentación se muestra en las (Figs. 6.1 y 6.2). Los acelerómetros se colocaron a varias alturas y ubicaciones, como se muestra en la (Figs. 6.1 y 6.2), Las ubicaciones en el modelo se denominan de forma diversa (Wall) pared, (Back Hell) talón trasero y (Free – Field) campo libre, como se muestra en la (Fig. 6.1 y 6.2). La aceleración y el momento flector son positivos para la dirección activa.

489

50 132 100

3 129

31 36 36

Backheel

Free-Field

162 126 126

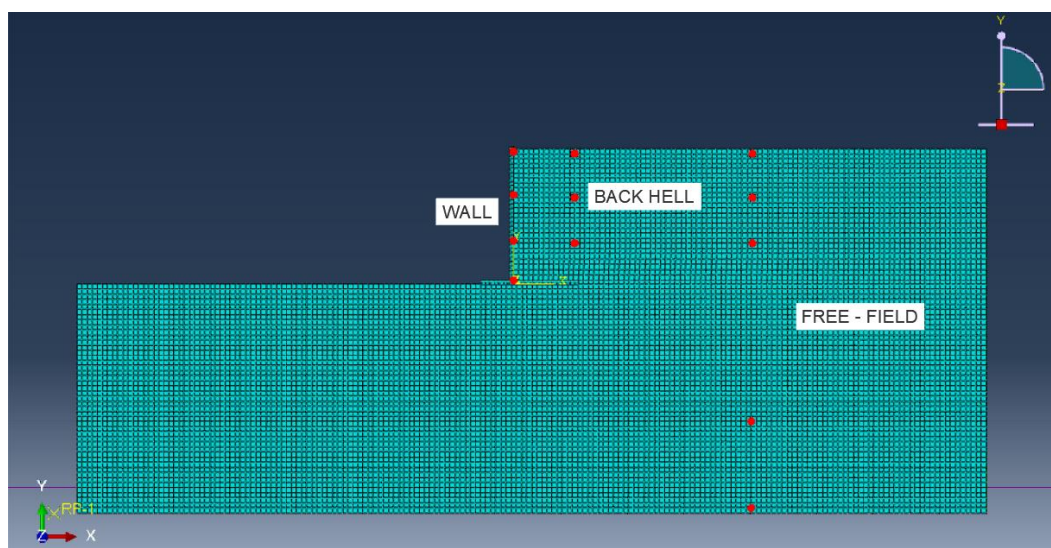
491

380

↑ Strain gauge
 ▴ Earth Pressure Transducer
 □ Accelerometer
 Unit : mm (model scale)
 Silica Sand, $D_r=60\%$

Shaking Direction

Figura 6.4: Salida grafica de esquema de instrumentación en Abaqus 6.13



6.4. MOVIMIENTOS DE ENTRADA DE TERREMOTOS

16

6.4) , el registro de Ofunato se caracteriza por un terremoto dominado por un período corto, que es más probable que ocurra en Corea. Por el contrario, el registro de Hachinohe es un terremoto de largo período dominante, y se utiliza en esta prueba para comparar con el comportamiento del registro de Ofunato.

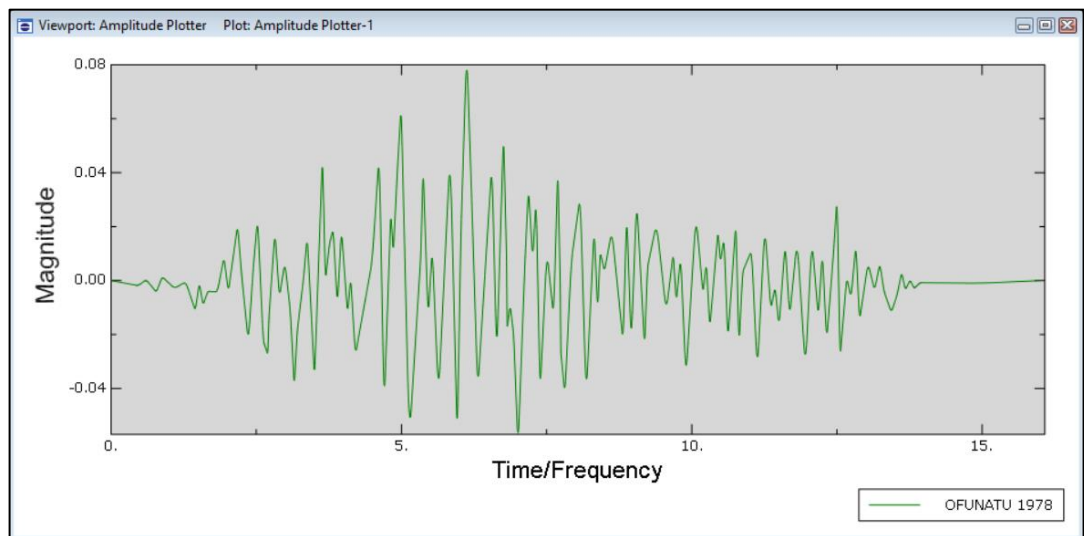
El sismo se aplicó al modelo del muro de contención en la dirección transversal. Los terremotos se dispararon por etapas.

Las series de tiempo de resultados se filtraron utilizando un filtro de paso bajo Butterworth de cuarto orden con una frecuencia de esquina de escala prototipo de 20 Hz para reducir el ruido, así como un filtro de paso alto Butterworth de cuarto orden con una frecuencia de esquina de escala prototipo de 0,2 Hz para eliminar la deriva de período que aparecería en la doble integración de la aceleración.

La aceleración máxima se seleccionó como un valor máximo absoluto durante toda la respuesta de aceleración. Las aceleraciones máximas de las emociones del lecho rocoso oscilaron entre 0,04 y 0,35 g. La amplitud, frecuencia y duración de los movimientos de entrada se escalaron para la prueba de centrifugación.

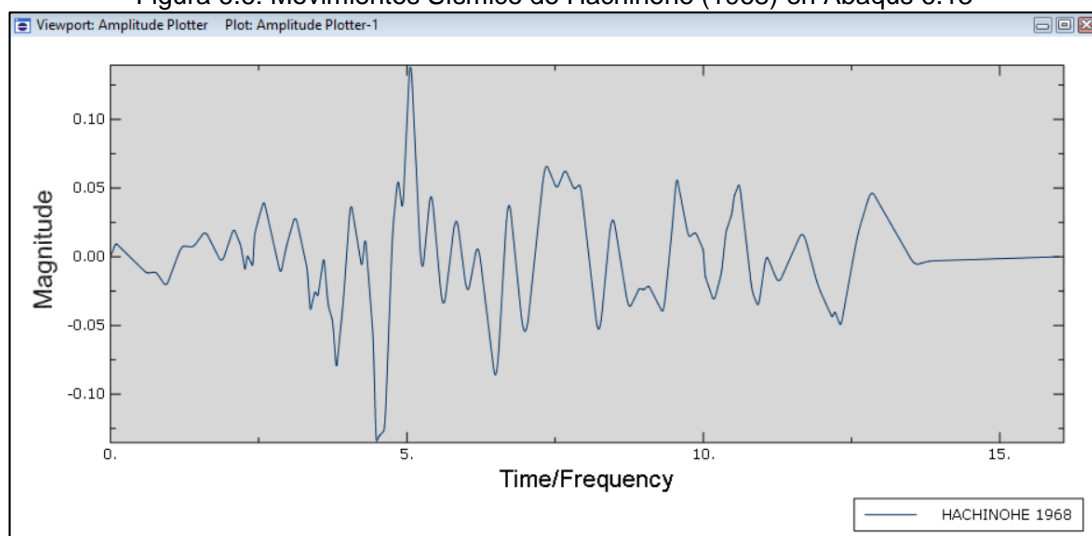
Las aceleraciones de entrada utilizadas para las pruebas de etapa se proporcionan en la (Tabla 6.3).(Jo et al. 2014)

Figura 6.5: Movimientos Sísmico de Ofunato (1978) en Abaqus 6.13



Fuente: Modelo propio Abaqus 6.13

Figura 6.6: Movimientos Sísmico de Hachinohe (1968) en Abaqus 6.13



Fuente: Modelo propio Abaqus 6.13

Tabla 6.3: PGA en lecho de roca, campo libre y parte superior de la pared (Unit: g)

Earthquake	Model A (5.4m wall, Unit: g)		
	Bedrock	Free-field	Top of wall
Ofunato	0.04	0.11	0.19
	0.13	0.34	0.52
	0.26	0.46	0.70
	0.36	0.65	0.92
Hachinohe	0.05	0.12	0.14
	0.18	0.29	0.36
	0.27	0.39	0.51
	0.36	0.53	0.58

Fuente: Tomado del documento (Jo et al. 2014)

Calculado a partir de la ecuación de Jaky's (Jaky 1944). El ángulo máximo de fricción del suelo es de 41° con una densidad relativa del 60%; Se supone que el ángulo de fricción entre la pared y el suelo es un tercio del ángulo máximo de fricción ($\delta = 13.6$). Para el modelo A, la presión de tierra medida estuvo cerca de la presión activa de la tierra predicha por la teoría de Coulomb.

Las presiones de tierra medidas fueron mayores que la presión de tierra activa predicha en la parte más profunda del muro. Este fenómeno puede explicarse por la influencia de la losa base y la insuficiente fluencia lateral del vástago del muro en comparación con la parte superior del muro (Nakai 1985).

6.5. MODELO NUMÉRICO

6.5.1. Enmallado

Diferentes problemas geotécnicos se han llevado a cabo en los trabajos de Dana et al. (2018), Rahman (2015), Hammah et al. (2009) y Griffiths (1999) entre otros. No obstante, Rahman (2015) se enfoca en los efectos de la malla en estos análisis en condición estática. Como conclusión, recomienda mallas inferiores a los 0.5m de elementos triangulares de 6 nodos, al ser más conservador.

Del mismo modo, la integración del tiempo también está condicionada por las propiedades del medio y el contenido de frecuencia de la salida (Ec. 6.1). Además, la onda debe representarse durante al menos 8 puntos (variable G en la Ec. 6.2). Estos puntos definen la longitud del tamaño de la malla. Finalmente, la estabilidad de la relación entre el incremento de tiempo, el tamaño de la malla y las propiedades del material es dada por el Courant, Friedrichs and Lewy? condición, donde C_{max} podría ser al menos 1 para la integración implícita?

$$C = \frac{V_x \Delta t}{\Delta_x} + \frac{V_y \Delta t}{\Delta_y} \leq C_{max}$$

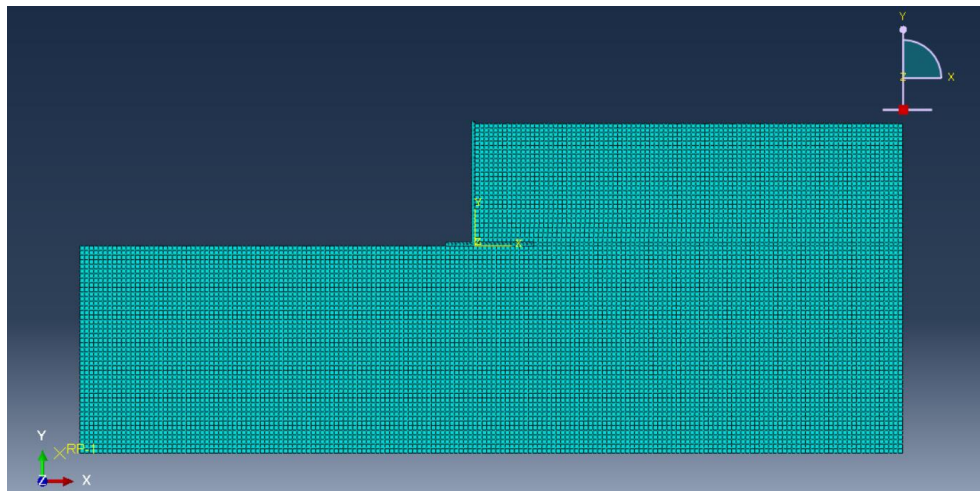
Ecuación 6.1: Frecuencia de salida

$$\Delta_x = \frac{1}{G} + \frac{V_{min}}{f_{max}}$$

Ecuación 6.2: Variable G

Por lo tanto, el modelo numérico en ABAQUS tiene 180 elementos de 0,1 m de longitud, que son de dos dimensiones de la cepa plana (CPE4). Además, el incremento del paso de tiempo inicial (Δt) se tomó como 1×10^{-4} .

Figura 6.7: Salida grafica de enmallado en Abaqus 6.13



Fuente: Modelo propio Abaqus 6.13

6.6. Geometría y condiciones de contorno

La geometría se definió de acuerdo a lo desarrollado en (Jo et al. 2014)(Bakr, Ahmad, and Lombardi 2019) el cual nos indica como primer paso para ejecutar el análisis, las tensiones geo estáticas Deben ser distribuidos Sistema muro-suelo.

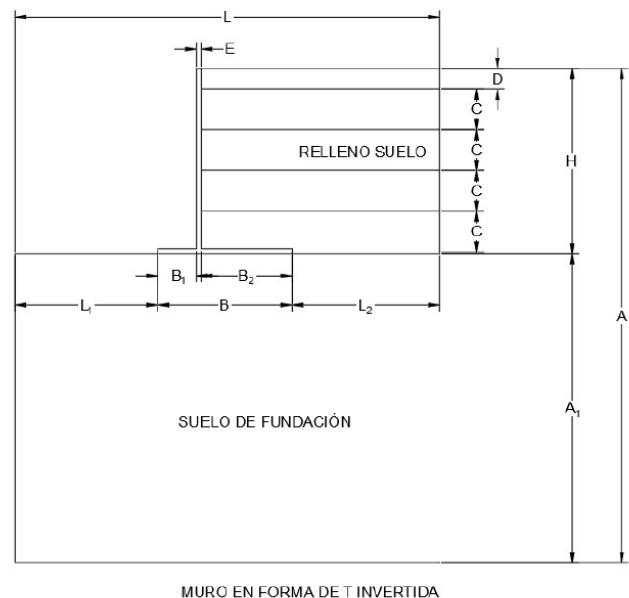
Esto se ha realizado considerando la secuencia de construcción de un típico muro de forma de T invertida, para ejecutar la simulación de EF,

Se asumió que un muro se construyó en seis etapas como se presenta en la (Fig. 6.6.), en la que la etapa inicial se relaciona con la colocación del suelo de cimentación y la instalación del muro. Las cuatro etapas siguientes simulan la colocación del suelo de relleno en elevaciones de espesor $0.22H$ para cada etapa, mientras que la última etapa simula la colocación del suelo de relleno en un levantamiento de espesor $0.11H$.

Las capas de suelo de relleno se colocaron en el modelo FE y simulado utilizando los parámetros físicos medidos después del proceso de compactación en la prueba de centrifugación realizada (Jo et al. 2014) Por lo tanto el proceso de compactación ya estaba tomado.

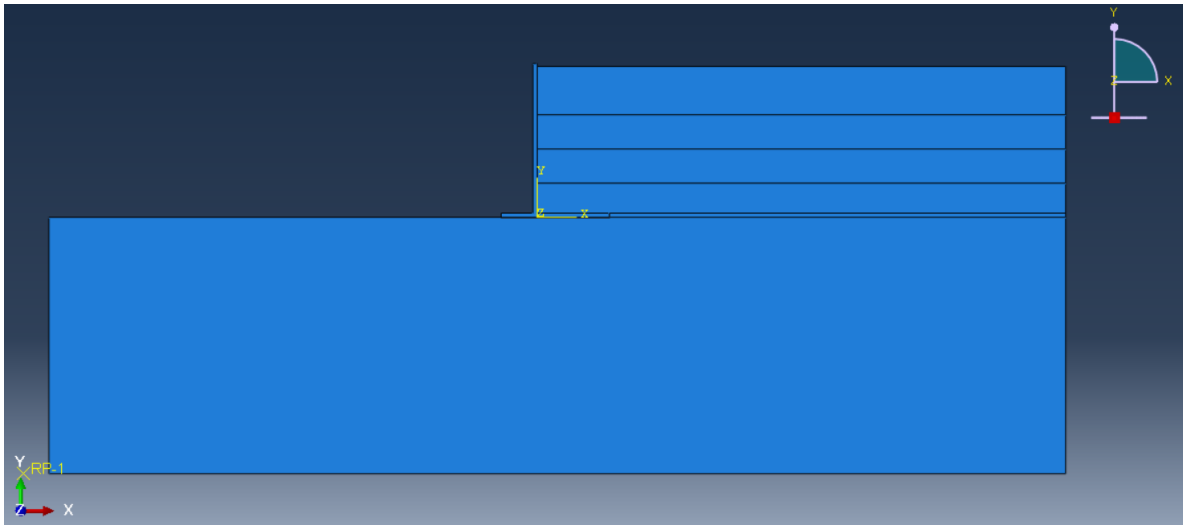
Figura 6.8: Geometría etapas suelo y muro

CAPAS RELLENO SUELO		
H - ETAPAS	INICIAL (A_1)	18,7
	1-2-3-4 (C)	1,188
	5 (D)	0,594
TOTAL CAPAS		5,346
DIMENSIONES		
	ARTICULO GUIA	MODELO ABAQUS (m)
H	111	5,4
B	78	3,79
B ₁	23	1,12
B ₂	52	2,53
E	3	0,15
A	491	23,89
A ₁	380	18,49
L	489	23,79
L ₁	129	6,28
L ₂	282	13,72



Fuente: Propia

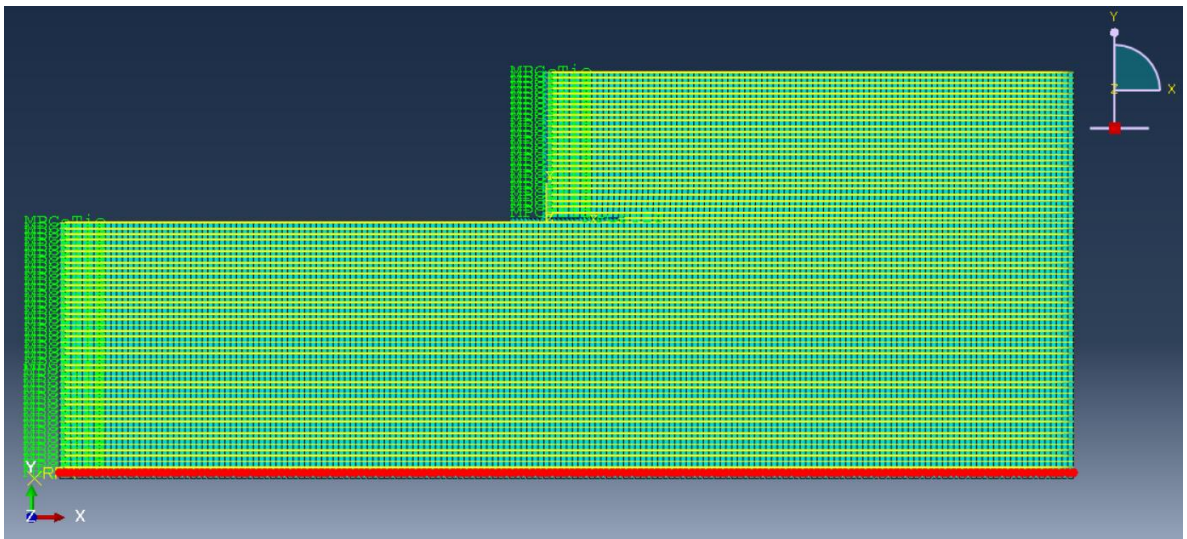
Figura 6.9: Salida etapas suelo y muro Abaqus 6.13



Fuente: Modelo propio Abaqus 6.13

En la interacción de modelo se debe restringir con multi poin el movimiento en una dirección de desplazamiento generando un maestro por nodo y asignado los nodos siguientes en línea horizontal como esclavos como se presenta en la figura (Fig. 6.8) se debe realizar para obtener el análisis bidimensional. En la parte inferior del modelo se restringió en movimiento vertical adicional al multi point.

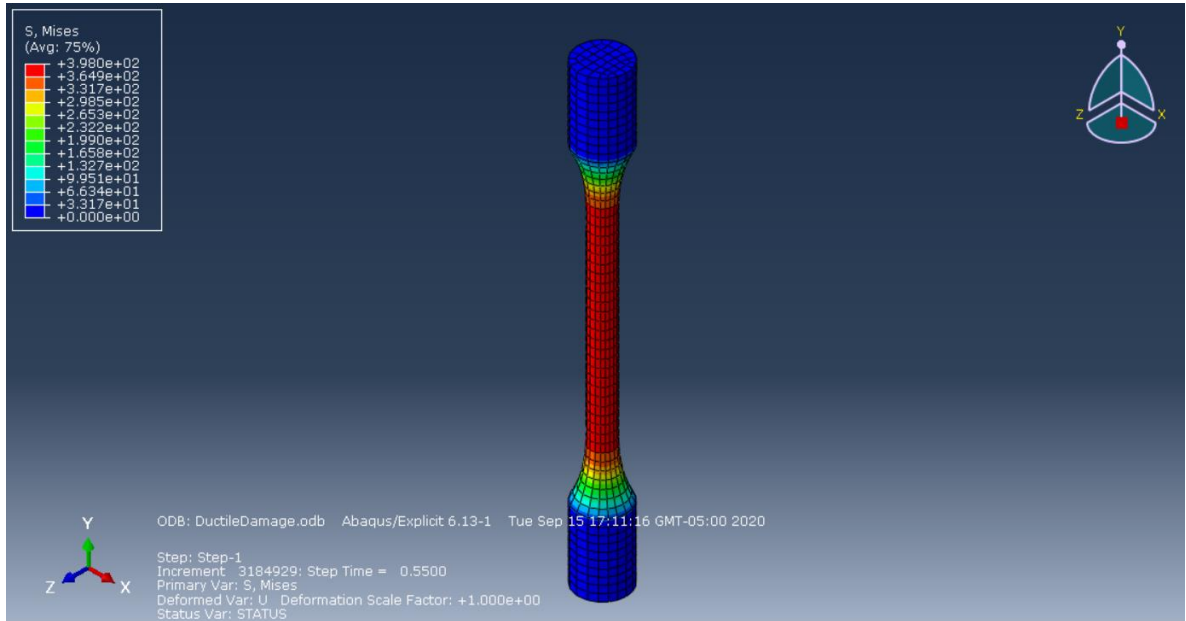
Figura 6.10: Restricciones movimientos, análisis bidimensional Abaqus 6.13



Fuente: Modelo propio Abaqus 6.13

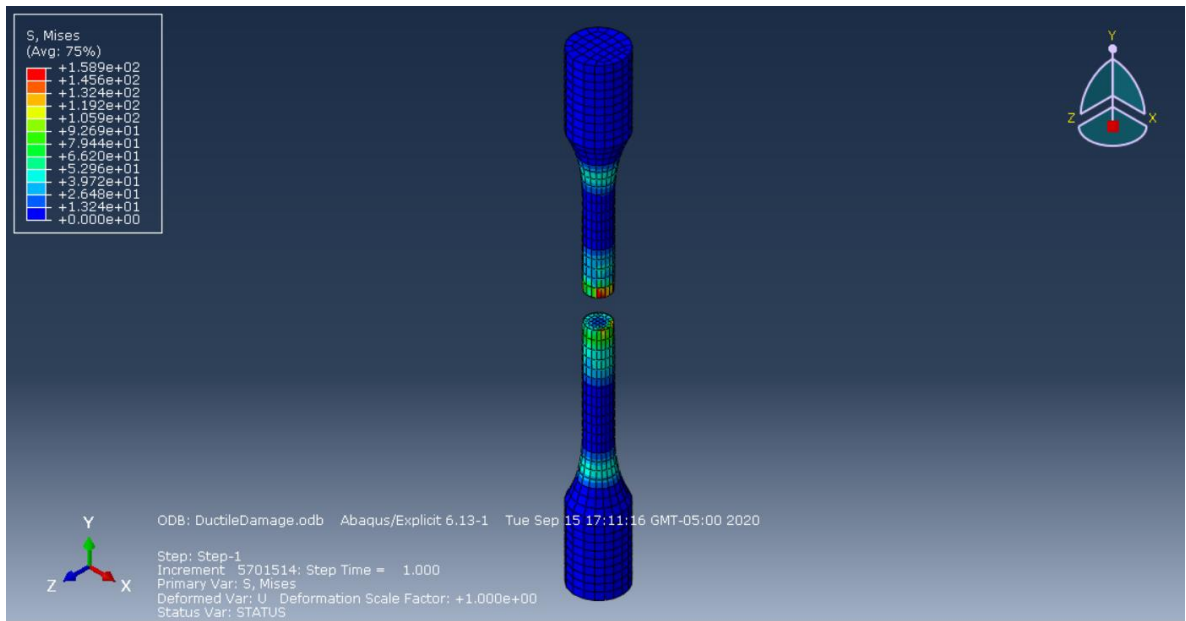
6.7. Calibración del material con fragilidad

Figura 6.11: Modelo Numérico ensayo de tracción - Abaqus 6.13



Fuente: Modelo propio Abaqus 6.13

Figura 6.12: Modelo Numérico ensayo de tracción - Abaqus 6.13



Fuente: Modelo propio Abaqus 6.13

7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El presente capítulo muestra cómo se analizó los resultados obtenidos del modelo numérico de acuerdo a dos tipos de movimientos de entrada para simular terremotos (Ofunatu y Hachinohe). Mediante el proceso de análisis con elementos finitos con el software ABAQUS 6.13, y comparar los resultados experimentales con el artículo (Jo et al. 2014)

7.1. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

7.1.1. Aceleración durante el terremoto

7.1.2. Diferencia de fase

Con el fin de comparar eficazmente los comportamientos del campo libre, el suelo de relleno y el muro de contención, las historias típicas de tiempo de aceleración a diferentes profundidades (2.35 y 8.35 m desde la superficie) se muestran en la (Fig. 6.9). Cerca de la base de la pared, la aceleración de la pared fue casi sincrónica con las aceleraciones del suelo de relleno y el movimiento de campo libre (Fig. 6.9b) Sin embargo, existe una cierta diferencia de fase en las señales de tiempo entre la pared y el suelo de relleno a poca profundidad (Fig. 6.9a). El registró de aceleración en el muro de contención tiene la mayor amplitud y la mayor diferencia de fase ocurre con el movimiento de campo libre. (Jo et al. 2014)

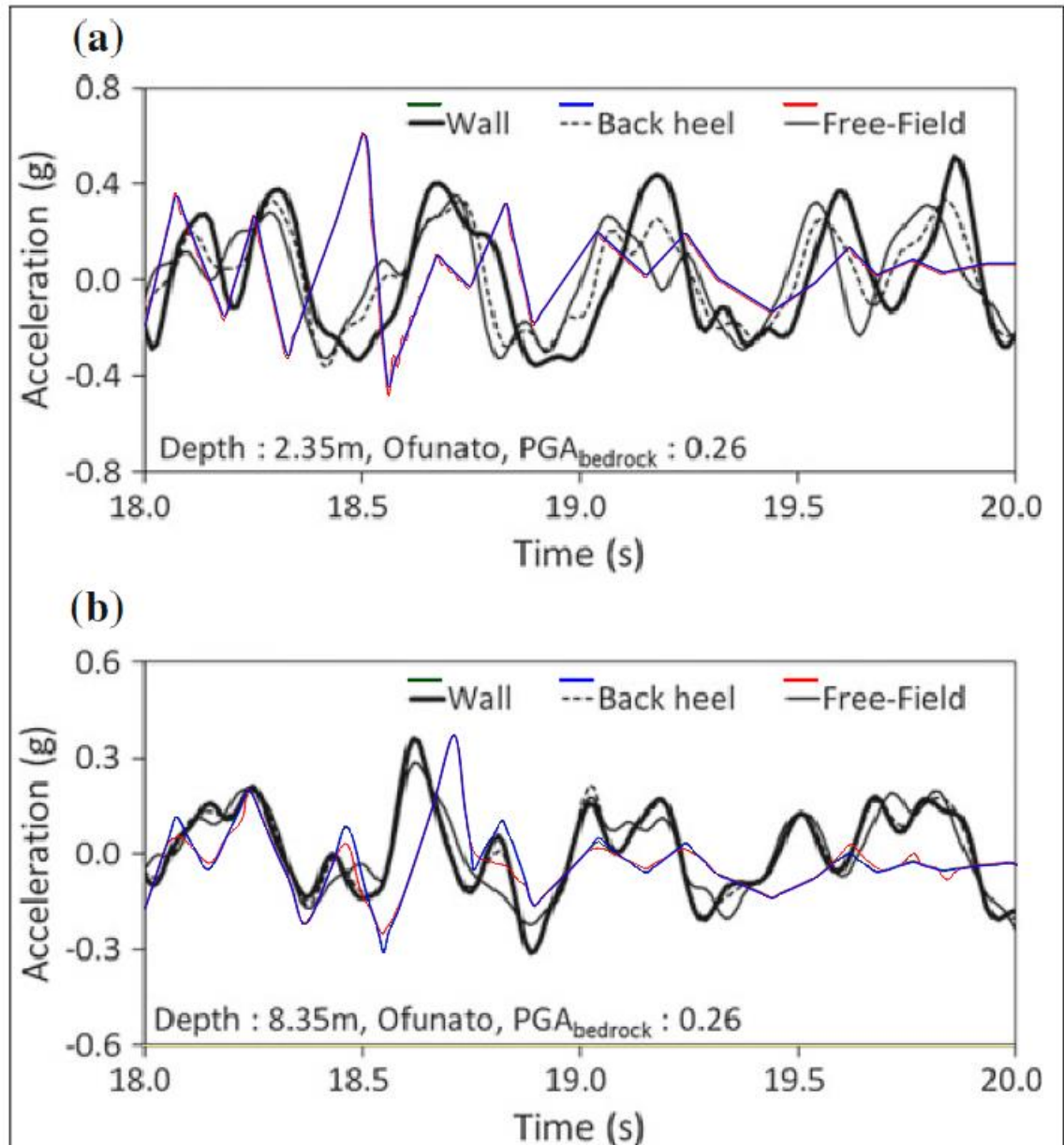
La teoría M-O supone que no se produce ninguna diferencia de fase entre los movimientos del muro de contención y el relleno; sin embargo, en realidad se produjeron diferencias de fase y amplitudes. (Jo et al. 2014)

Por lo tanto, se puede observar que, contrariamente a la teoría M-O, la aceleración de la cuña del suelo detrás de un muro no es uniforme.

Se compara las gráficas tres señales de entrada corridas con los dos sismos antes mencionadas, los datos obtenidos del modelo numérico del software ABAQUS 6.13 y después comparas con el artículo (Jo et al. 2014). La comparación y superposición de los datos fueron realizadas en el software AutoCad 2021 dando como resultado lo siguiente:

- Lineal Elástico
- No Lineal
- Hipoplástico

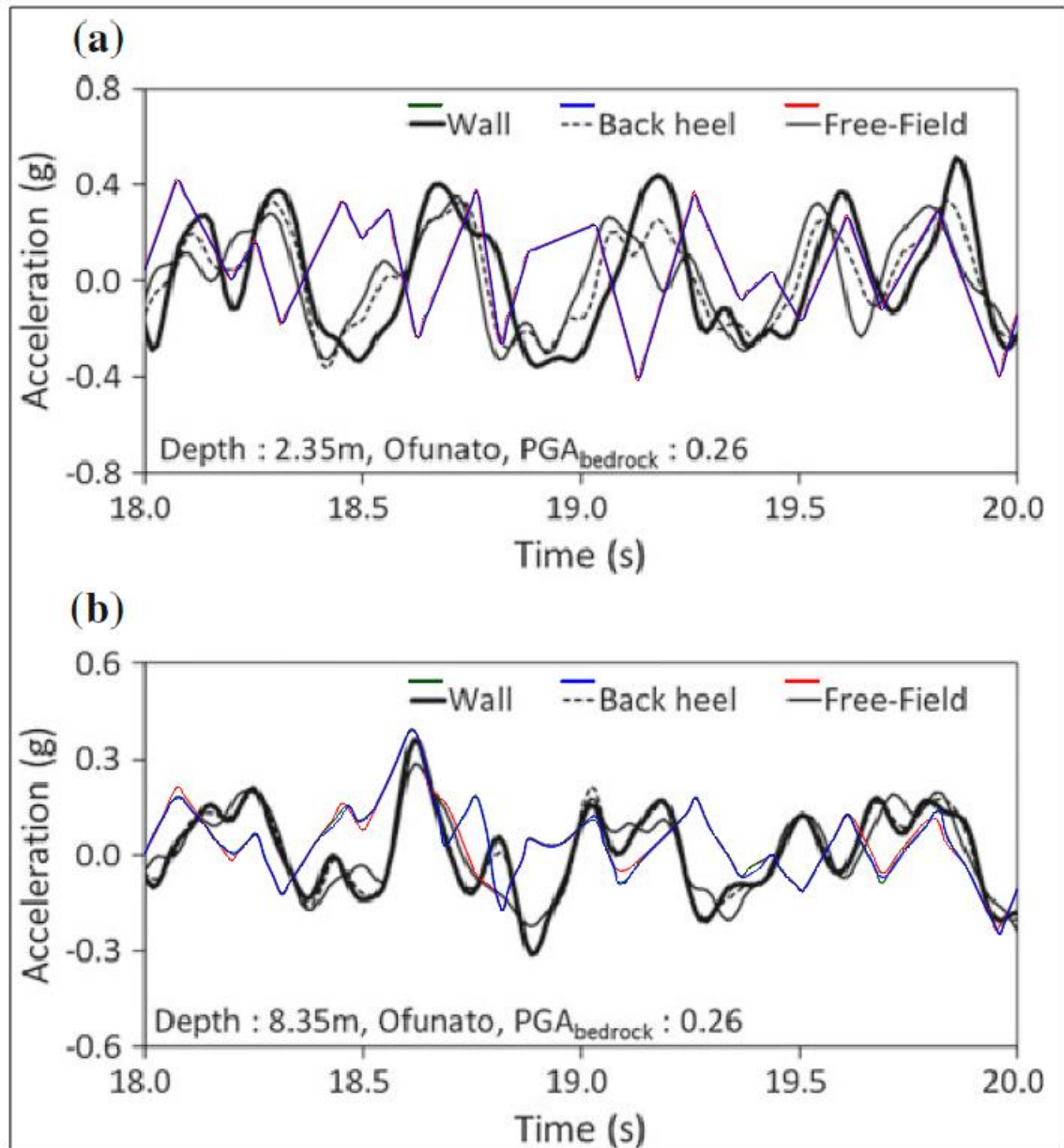
Figura 7.1: Diferencia de fase con profundidad 2.35m y 8.35m
Señal Lineal Elástico - Abaqus 6.13



Fuente: Fuente propia y artículo (Jo et al. 2014)

Se observa que la aceleración en la gráfica de señal Lineal Elástico (Fig. 7.1a) fue mayor que la curva real de referencia, fue casi sincrónicas con las aceleraciones del suelo y el movimiento de campo libre, sin embargo, se ve cierta diferencia entre las señales (Fig. 7.1a y 7.1b) en el tiempo 19.5s hasta el 20.0s sin importar la profundidad se ve que es más baja la aceleración que la gráfica de referencia.

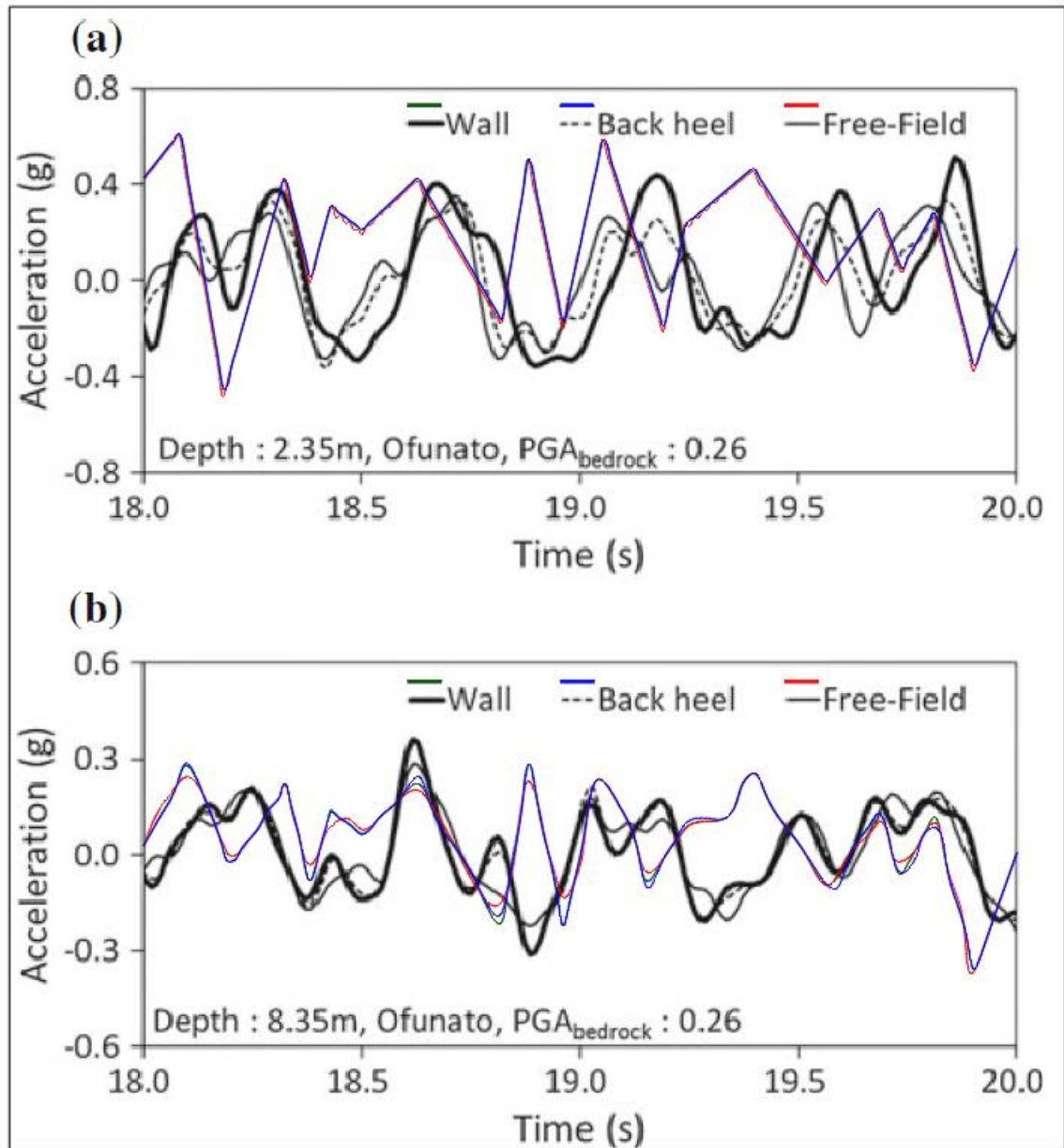
Figura 7.2: Diferencia de fase con profundidad 2.35m y 8.35m
Señal No Lineal - Abaqus 6.13



Fuente: Fuente propia y artículo (Jo et al. 2014)

Se observa que la aceleración en la gráfica de señal No Lineal (Fig. 7.2a) se mantuvo constante muy similar a la señal de referencia solo se nota que fue mayor en el tiempo 19.8s, fueron casi sincrónicas con las aceleraciones del suelo y el movimiento de campo libre, sin embargo, se ve cierta diferencia entre las señales (Fig. 7.2a y 7.2b) en el tiempo y la aceleración pero podemos apreciar más similitud en las señales de profundidad 8.35m.

Figura 7.3: Diferencia de fase con profundidad 2.35m y 8.35m
Señal Hipoplástico - Abaqus 6.13



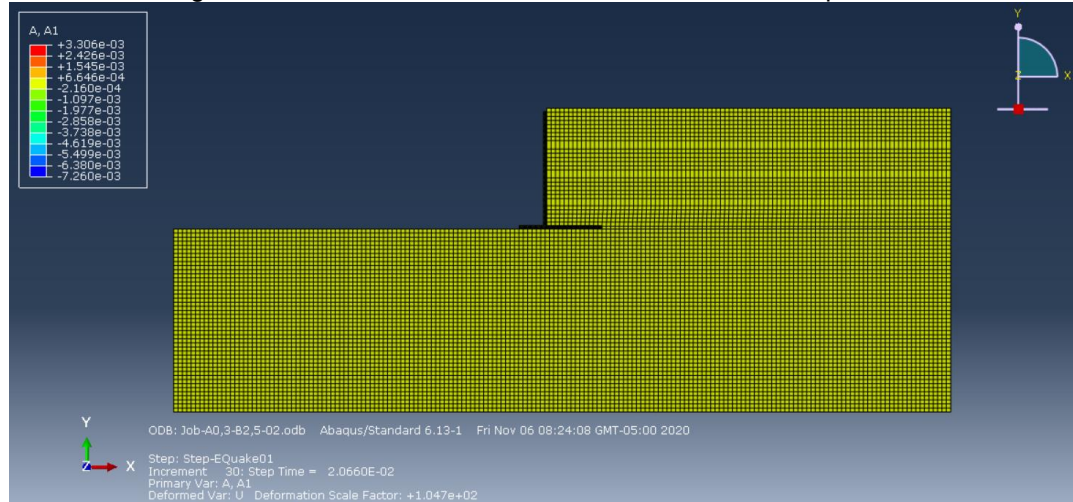
Fuente: Fuente propia y artículo (Jo et al. 2014)

Se observa que la aceleración en la gráfica de señal Hipoplástico (Fig. 7.3a) no es constante no se presentan muy poca similitud, la señal de referencia parte en el tiempo 18.0s la aceleración es de -0.1 mientras que la de comparación en el mismo tiempo parte de 0.4, de ahí en adelante presenta muy poca similitud entre ellas. fueron casi sincrónicas con las aceleraciones del suelo y el movimiento de campo libre, sin embargo, se ve cierta diferencia entre las señales (Fig. 7.3a y

7.3b) en el tiempo y la aceleración, pero podemos apreciar más similitud en las señales de profundidad 8.35m.

Se puede apreciar del anterior análisis que las señales de salida la que más se acercaba a la de referencia es la de no lineal es la que presenciaba menos márgenes de error.

Figura 7.4: Modelo salida análisis de aceleración - Abaqus 6.13

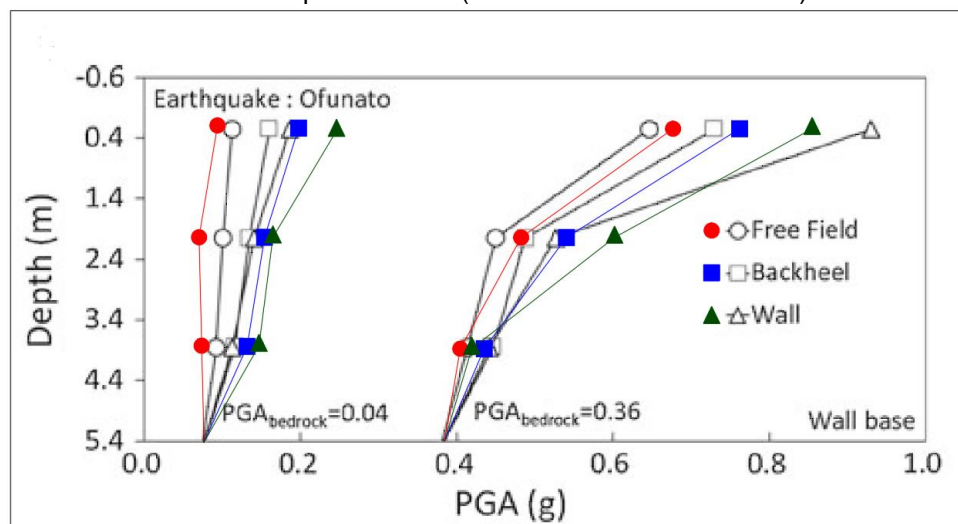


Fuente: Modelo propio Abaqus 6.13

Resultados de modelo numérico de Aceleración en componente A1 que igual a la componente horizontal.

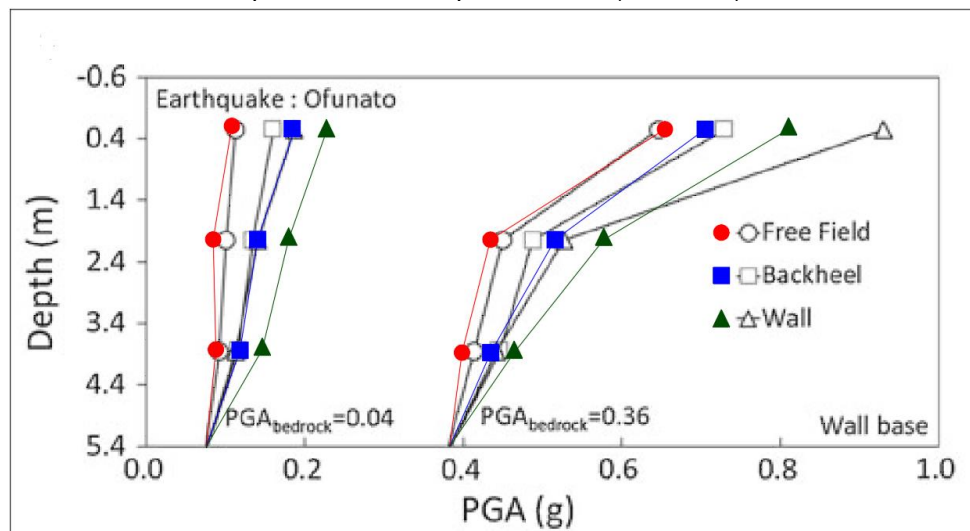
7.1.3. Amplificación en el relleno

Figura 7.5: Relación de amplificación desde la base de la pared hasta la superficie PGA (Para modelo Lineal Elastico)



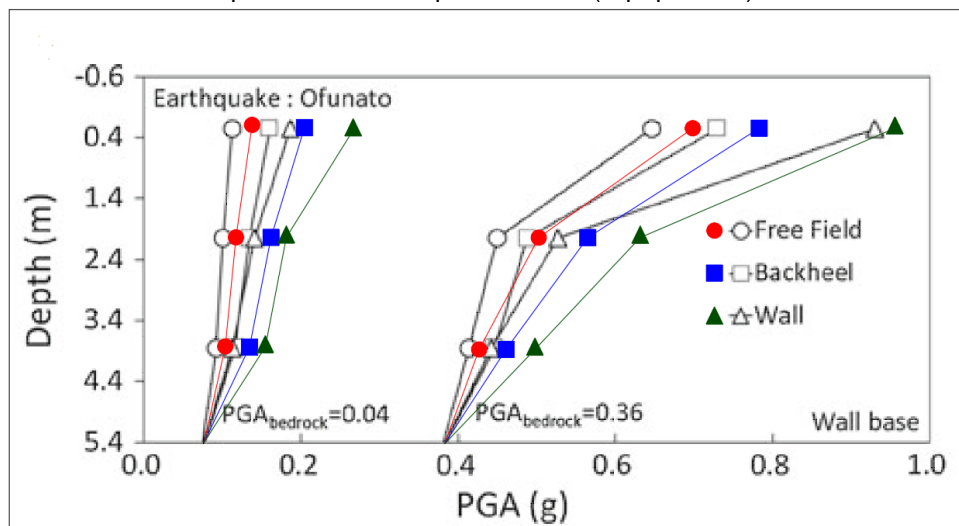
Fuente: Fuente propia y artículo (Jo et al. 2014)

Figura 7.6: Relación de amplificación desde la base de la pared hasta la superficie PGA (No Lineal)



Fuente: Fuente propia y artículo (Jo et al. 2014)

Figura 7.7: Relación de amplificación desde la base de la pared hasta la superficie PGA (Hiplástico)



Fuente: Fuente propia y artículo (Jo et al. 2014)

Las (Figs. 7.4, 7.5. y 7.6) representa la modificación típica de la aceleración y la amplificación típica de la aceleración con la profundidad en el modelo A. La PGA (aceleración máxima del suelo) de la pared era más grande que para las otras y el talón estaba entre el campo libre y la pared. Para evaluar la relación de amplificación con respecto al PGA base, el PGA superficial en varios lugares se normalizó mediante la aceleración de la base de la pared.

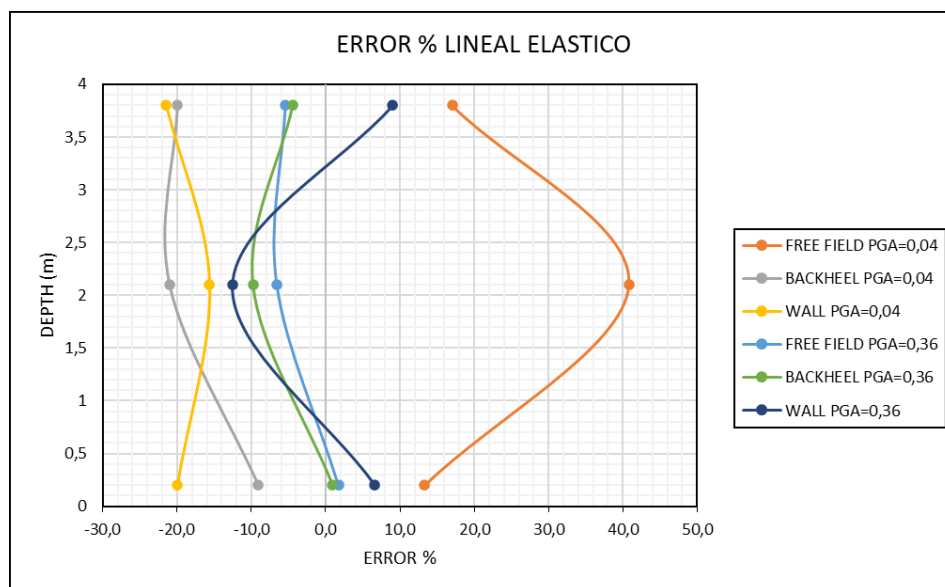
Tabla 7.1: Relación de amplificación desde la base de la pared hasta la superficie PGA - error porcentual

TABLA DE RELACION DE AMPLIFICACION DESDE LA BASE
DE LA PARED HASTA LA SUPERFICIE PGA - ERROR PORCENTUAL

	ARTICULO		DATOS ANALISIS			ERROR %		
	DEPTH	PGA	PGA L .ELASTICO	PGA NO LINEAL	HIPOPLASTICO	PGA L .ELASTICO	PGA NO LINEAL	HIPOPLASTICO
FREE FIELD PGA=0,04	0,2	0,085	0,08	0,09	0,10	13,3	-3,4	-18,3
	2,1	0,1	0,07	0,09	0,12	40,8	17,6	-14,5
	3,8	0,11	0,09	0,11	0,14	17,0	2,8	-20,3
BACKHEEL PGA=0,04	0,2	0,12	0,13	0,12	0,13	-9,1	2,6	-10,4
	2,1	0,12	0,15	0,14	0,16	-21,1	-14,3	-25,5
	3,8	0,16	0,20	0,18	0,21	-20,0	-12,1	-22,0
WALL PGA=0,04	0,2	0,12	0,15	0,15	0,16	-20,0	-18,4	-22,6
	2,1	0,14	0,17	0,18	0,18	-15,7	-22,2	-22,7
	3,8	0,194	0,25	0,23	0,27	-21,5	-14,5	-27,3
FREE FIELD PGA=0,36	0,2	0,41	0,40	0,40	0,43	1,7	2,8	-4,2
	2,1	0,45	0,48	0,43	0,50	-6,6	3,7	-10,2
	3,8	0,64	0,68	0,66	0,70	-5,5	-2,3	-8,6
BACKHEEL PGA=0,36	0,2	0,44	0,44	0,44	0,46	0,9	0,9	-4,8
	2,1	0,49	0,54	0,52	0,57	-9,8	-5,2	-13,6
	3,8	0,73	0,76	0,71	0,78	-4,5	3,3	-6,9
WALL PGA=0,36	0,2	0,45	0,42	0,47	0,50	6,6	-4,1	-10,0
	2,1	0,53	0,61	0,58	0,63	-12,5	-8,5	-16,0
	3,8	0,93	0,85	0,81	0,96	9,0	14,5	-2,9

Fuente: Propia

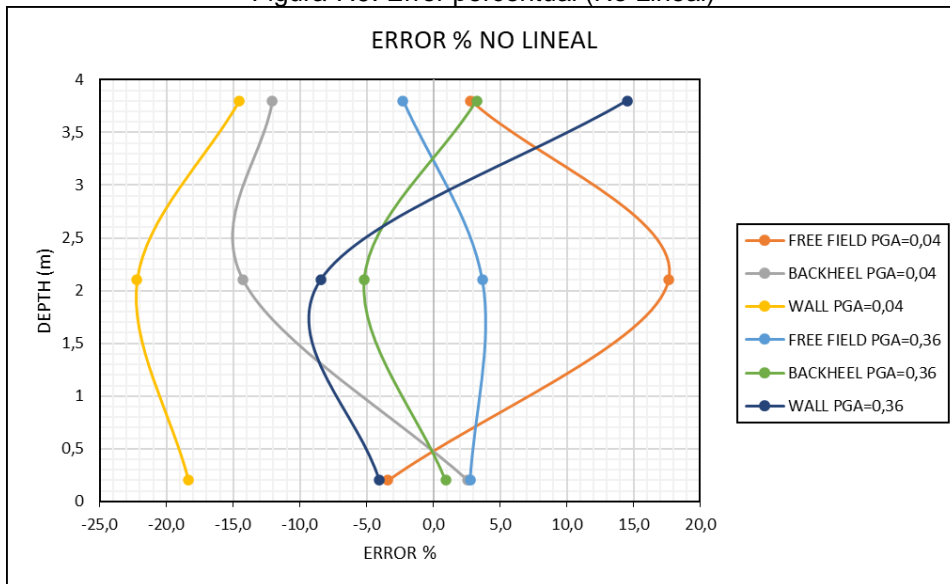
Figura 7.8: Error porcentual (Lineal Elástico)



Fuente: Propia

El comportamiento según los resultados del error porcentual nos arroja como resultado que se mantiene en campo libre y se vuelve menor en el talón y en la pared

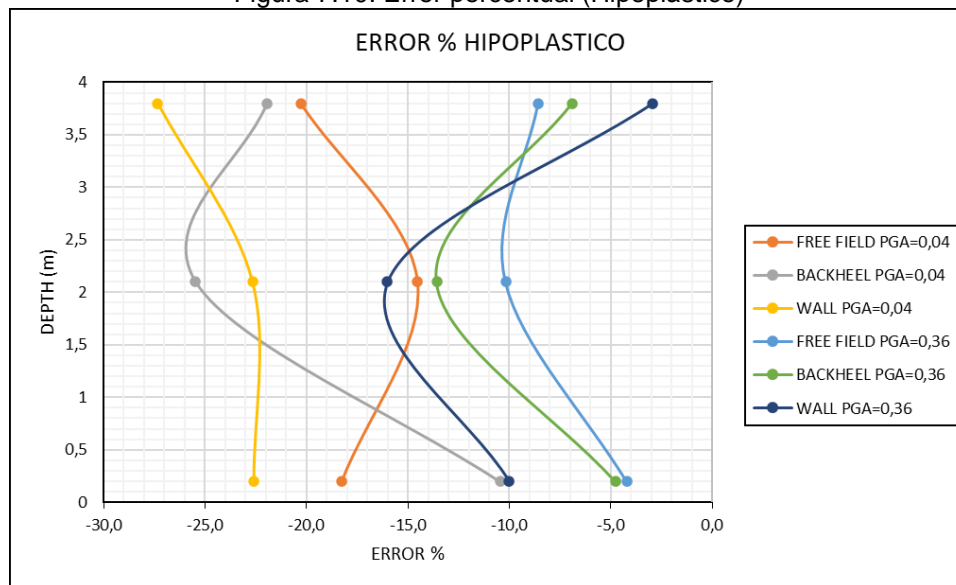
Figura 7.9: Error porcentual (No Lineal)



Fuente: Propia

El comportamiento según los resultados del error porcentual nos arroja como resultado que se mantiene en campo libre, se mantiene en el talón y se vuelve menor en la pared

Figura 7.10: Error porcentual (Hipoelástico)

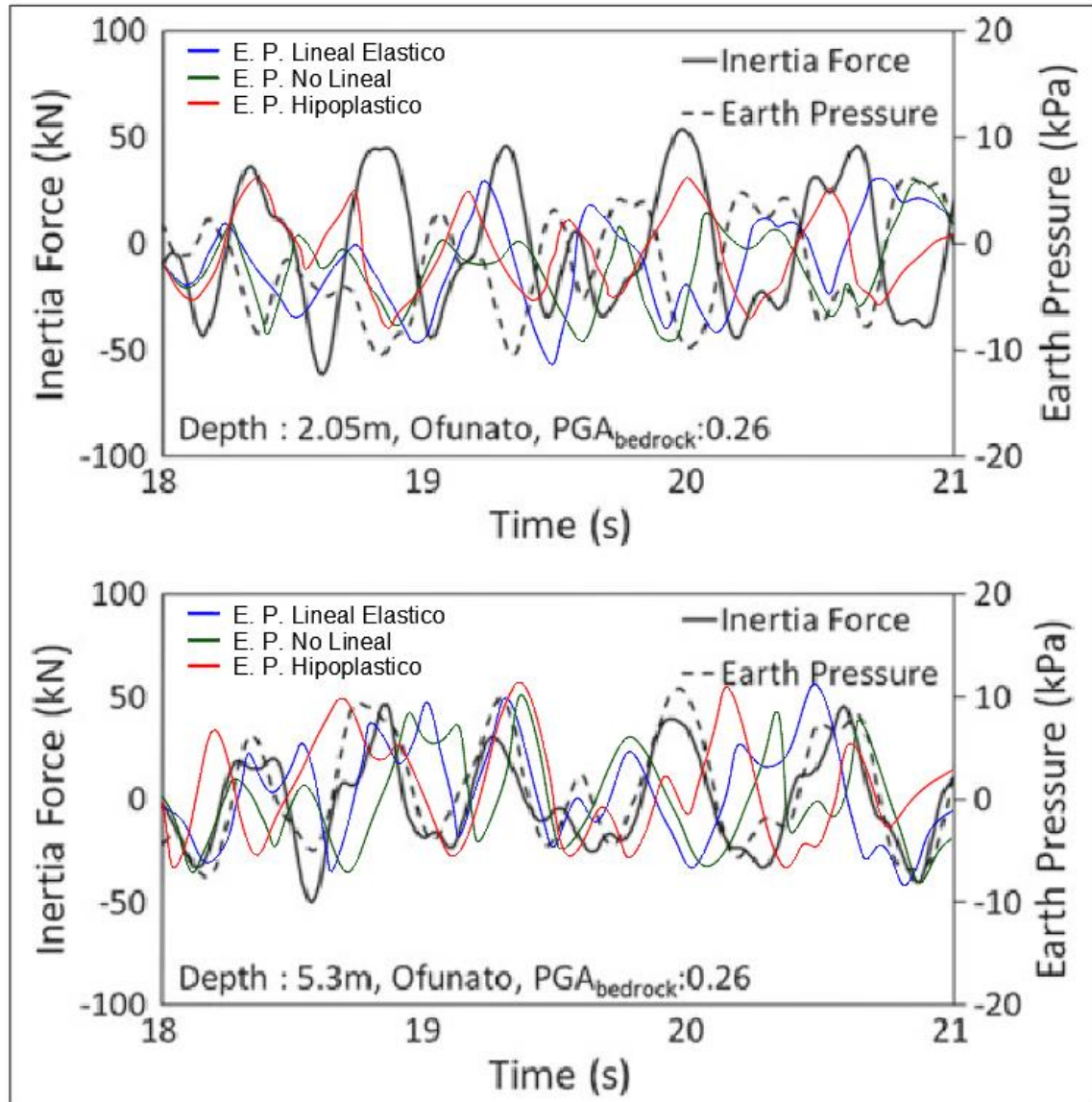


Fuente: Propia

El comportamiento según los resultados del error porcentual nos arroja como resultado que es menor en campo libre, talón y pared.

7.1.4. Comparación de la presión de tierra

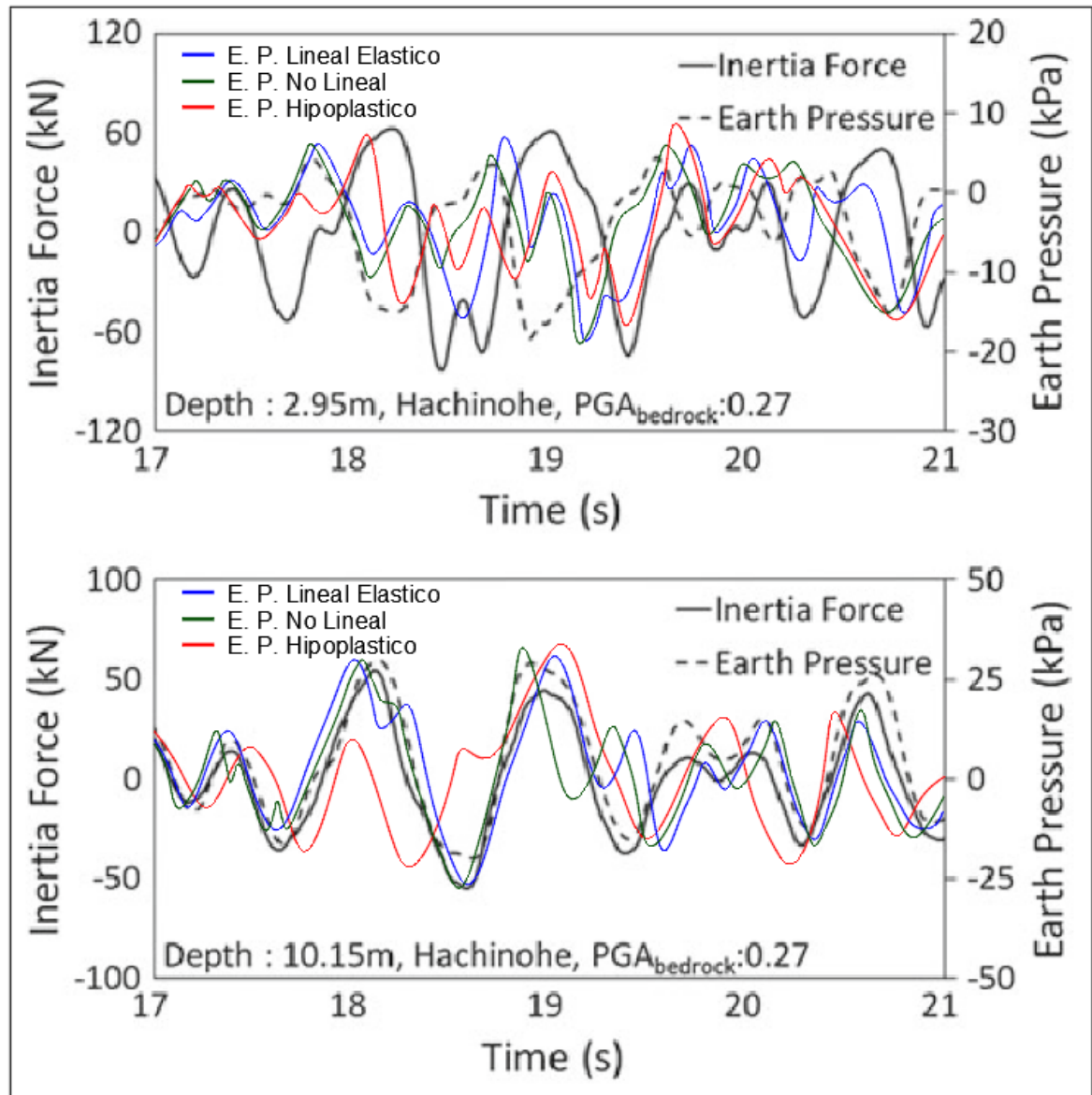
Figura 7.11: Comparación presión de tierra en profundidades 2.05m y 5.3m (OFUNATU) - Abaqus 6.13



Fuente: Fuente propia y artículo (Jo et al. 2014)

Se observa que la presión en tierra de las tres señales es más constante en la profundidad 2.05m, mientras que en la profundidad de 5.3 nos está dando más alta en los tiempos 19 y 20s. De las dos profundidades se puede observar en la (Fig. 7.11) es mas constante y tiene una similitud con el artículo (Jo et al. 2014) la de 2.05m.

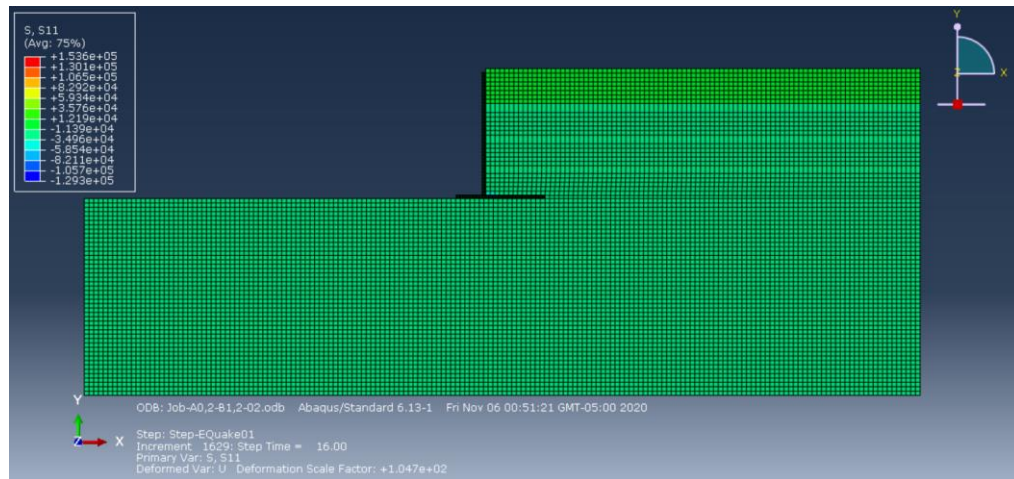
Figura 7.12: Comparación presión de tierra en profundidades 2.05m y 5.3m (HACHINOHE) - Abaqus 6.13



Fuente: Fuente propia y artículo (Jo et al. 2014)

Se observa que la presión en tierra de las tres señales es más constante en la profundidad 10.15m, mientras que en la profundidad de 5.3 nos está dando más alta en el tiempo 20s. De las dos profundidades se puede observar en la (Fig. 7.12) es más constante y tiene una similitud con el artículo (Jo et al. 2014) la de 10.15m.

Figura 7.4: Modelo salida análisis de presión de tierra - Abaqus 6.13



Fuente: Modelo propio Abaqus 6.13

Resultados de modelo numérico de presión de tierra en componente S que igual a la componente Sigma.

8. CONCLUSIÓN

- Este documento presenta un enfoque comparativo de diferentes modelos usados para la respuesta sísmica para un muro de contención tipo voladizo flexible en forma de T invertida.
- Los resultados apuntan que los modelos lineales y lineal equivalente puede ser cuidadosamente usados para el la respuesta sísmica del sistema de contención. Si bien la información experimental es limitada en el artículo original, en realidad hace falta tener toda la respuesta en el dominio del tiempo para realizar un análisis más detallado.
- Los modelos elástico y no lineal elástico tienden a sobrestimar la respuesta del PGA (hasta un 15%), contrario al modelo hipoplástico, el cual tiende a subestimar, encontrándose hasta una diferencia del 20%.
- En la ventana de tiempo mostrada en los resultados experimentales, en realidad el pico de aceleraciones de los resultados no se encuentra en dicha ventana. Por lo tanto, es necesario basarse en resultados experimentales propios para analizar de mejor manera las comparaciones de los modelos.
- En la ventana de tiempo comparada se evidencia que el modelo hipoplástico difiere más en cuanto el comportamiento de las señales de salida.

BIBLIOGRAFÍA

- Bakr, Junied, Syed Mohd Ahmad, and Domenico Lombardi. 2019. "Finite-Element Study for Seismic Structural and Global Stability of Cantilever-Type Retaining Walls." *International Journal of Geomechanics* 19 (10): 04019117. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001505](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001505).
- Jo, Seong Bae, Jeong Gon Ha, Mintaek Yoo, Yun Wook Choo, and Dong Soo Kim. 2014. "Seismic Behavior of an Inverted T-Shape Flexible Retaining Wall via Dynamic Centrifuge Tests." *Bulletin of Earthquake Engineering* 12 (2): 961–80. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9558-9>.
- A. Dey. Assistant. (no. August 2015, pp. 4–8, 2011.). *"Dynamic Analysis of a Fully Instrumented Embedded Retaining Wall ;,"*.
- C. J. W. Habets, I. J. G. de Gijt, A. v Metrikine, and I. D. J. Peters. (2015). *"Performance-Based Seismic Analysis of an Anchored Sheet Pile Quay Wall,"* . Graduation Thesis: MSc. Hydraulic Engineering (HSFR).
- A. Scotto di Santolo and A. Evangelista. (2011). "Dynamic active earth pressure on cantilever retaining walls,". *Computers and Geotechnics*, vol. 38, no. 8,, pp. 1041–1051, 2011, doi: 10.1016/j.compgeo.2011.07.015.
- A.-F. Achimp, A. Krivokapic, and R. Carsten Lyse. (2015). "Earthquake Design of Retaining Structures Master thesis Dansk Geoteknisk Forening, Aarhus,".
- Achimp, A. -F. (2015). *Diseño sísmico de estructuras de retención*. DTU Civil Engineering.
- Adryan Suarez, Enrique Verdu. (Agosto 2017). *Interaccion Suelo Estructura*. UEES Universidad Espiritu Santo.
- Analysis, D. (February, 2016.). "Dynamic Analysis of A Cantilever Retaining Wall Including Soil-Structure Interaction,".
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente - NSR-10*. Bogotá: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Coulomb C.A. (1776). Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs. a l'Academie royale divers savants, vol. 7, pp. 343 – 387.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica - 4ta Edición*. México D.F.: Cengage Learning.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability - Second Edition*. New Jersey: Wiley.

- G. Gazetas, E. Garini, and A. Zafeirakos . (October 2019). "Seismic analysis of tall anchored sheet-pile walls,". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 91,, pp. 209–221, 2016, doi: 10.1016/j.soildyn.2016.09.031.
- Gálvez, L. F. (2016). Modelación matemática en ingeniería. 7(1).
- Habets, C. (2015). *Analisis sísmico basado en el rendimiento de una pared de muelle de tablestacas ancladas*.
- HL Qu, H. Luo, L Liu, Y. Liu. (2017). Análisis de características dinámicas de acoplamiento del talud reforzado por tablestacas. *Hindawi*, 10.
- I. Chowdhury and S. P. Dasgupta. (January 2003). "An analytical solution to seismic response of a cantilever retaining wall with generalized backfilled soil,". *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 16 C, pp. 296–324, 2011.
- Kloukinas, P. (2014). "Experimental investigation of dynamic behavior of cantilever retaining walls,". *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, vol. 26,, pp. 477–493, 2014, doi: 10.1007/978-3-319-00458-7_27.
- Kramer, S. L. (1966). Geotechnical Earthquake Engineering.
- Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. *Prentice Hall, Inc. United States of America*.
- Low, B. K. (2003). Practical Probabilistic Slope Stability Analysis. 2(1).
- M. Mar and S. lai. (2001). "Recent Studies on Seismic Analysis and Design of Retaining Structures,".
- Miranda, E. (1997). Strength Reduction Factors in Performance-Based Design. (1).
- Montes, N. E., & Sandoval, A. (2001). *Base de datos de fallas activas de Colombia - Recopilación Bibliográfica*. Bogotá: Ingeominas.
- P.N. Psarropoulos, P.J. Felton y C, Raison. (2004). "Seismic earth pressres on rigid and flexible retaining Walls." . *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Popa, H., & Batali, L. (2010). Using Finite Element Method in geotechnical desing. Soil constitutive laws and calibration of the parameters. Retaining wall case study. (1).
- Reyes, L. E. (1998). *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico* . Bogotá: Universidad de los Andes.
- S. Caltabiano, E. Cascone, and M. Maugeri. (2005). "A procedure for seismic design of retaining walls,". *Advances in Earthquake Engineering*, vol. 14, no. 1,, pp. 263–277, 2005, doi: 10.2495/1-84564-004-7/14.
- S. Caltabiano, E. Cascone, M. Maugeri. (2015). Un procedimiento para el diseño sísmico de Muro de contención. *witpress*, 15.

- Sanchez, C. A. (2014). Empuje de tierra. *Recinto Universitario de Arauz Palacios*.
- Snehal R. Pathak, Sachin S. Munnoli. (2015). Presión dinámica activa de la tierra en voladizo flexible - Muro de contención. *Revista Internacional de Ingeniería Geológica y Ambiental*, 5.
- Suárez, J. (2009). *Deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Terzariol, R. E., Aiassa G. M. y Arrúa P. A. ((2004),). Diseño sísmico de estructuras de contención en suelos granulares. *Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura*, Vol. 4(2) pp. 153 - 166.
- Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- Ximpo Li, Yong Wu, Siming He. (2010). "Seismic stability analysis of gravity retaining walls". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.